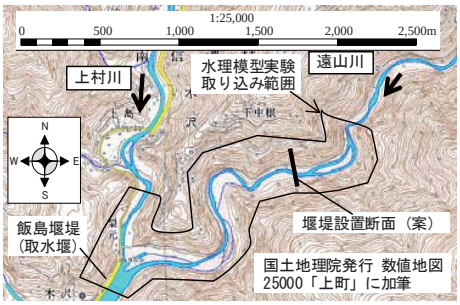
遠山川の透過型堰堤と堰堤下流域の侵食対策に関する水理模型実験

国土交通省中部地方整備局　天竜川上流河川事務所　○ 蒲原潤一(現:国土技術政策総合研究所危機管理技術研究ｾﾝﾀｰ　砂防研究室長), 菊池　五輪彦, 岡本　明(現:中部地方整備局河川部), 小松貴洋
日本工営(株)　長山孝彦, 池島　剛, 西　陽太郎, 渡部春樹, 伊藤隆郭

1. 緒論: 遠山川は天竜川の左支川で, 南ｱﾙﾌﾟｽ聖岳(標高 3,013m)を源とする流域面積 342.5 km^2, 流路延長 39.3 km, 平均河床勾配 1/24(= 2.39°)の急流河川であり, 河川下流には貯水池が位置する. 支川・上村川(**図－1** 参照)沿いに中央構造線があり, 過去に豪雨による洪水・土砂災害が発生している [1]. 一方, 遠山川流域では, 南ｱﾙﾌﾟｽ山岳および渓谷の景観を活かしたｼﾞｵﾊﾟｰｸ等の観光や渓流釣り等が地域産業の中心となっている. このため, 自然・環境保全に対して流域地域内外からの多くの要望に応えるべく, 2002 年より随時, 地域懇談会を開催し, その意見を取り入れながら合意形成を図り, 砂防事業を推進している. 渓流環境・景観への配慮に対する地域懇談会での要望が多く, 堰堤形状の決定等に設計 V.E.(Value Engineering)が採用され, 従前の堰堤形状に拘らない形状(交互型, セル型など)が検討 [1] された. その後の水理実験 [2,3] で, 洪水時の砂防施設による土砂流出制御と平水時の流水・土砂の連続性の特性を発揮する施設案が抽出された. これに引き続き, 透過型砂防施設, 堰堤直下の前庭保護工および帯工の配置による施設下流域の侵食対策に関する提案を目指して水理模型実験を実施した.

2. 流域概要: **図－1** に遠山川流域と水理模型実験の取込範囲を示す. 平均河床勾配:1/70, 平均谷幅:50m, 平常時の水みち幅:9.5～19.0m(平均値:13.8 m) [2] , 堰堤設置断面での流域面積:166.4 km^2 である.



図－1 堰堤設置断面の位置図(案)

3. 水理模型実験: 交互階段型堰堤(透過部の隅切の有無:堰堤 A=隅切なし, 堰堤 B=角隅切(5×5m, 最上部の階段のみ 3×3m 切り)), 新型前庭保護工(ﾌﾟｰﾙと 20m の水叩), 帯工の組み合わせで, 堰堤堆砂域での土砂捕捉・堰堤下流域での河床低下と埋戻効果をみる実験を行った(5 ｹｰｽ, **表－1**, **表－2**). 直線水路実験 [4] により, 交互階段型堰堤に角隅切の有無, 新型前庭保護工(流速低減, 流砂分散), 帯工(帯工無し, 「等間隔 70m」配置, 1 組の「ハの字型」配置と「等間隔」配置による帯工群)のﾊﾟﾀｰﾝが絞り込まれ, これらのﾊﾟﾀｰﾝを地形模型に配置している. また, Run 5 においては, 等間隔連続配置(150m 配置, 10 基)の帯工を設置し, 帯工の適切な設置位置を抽出するための実験を行った. 実験では, 大規模出水(1 出水:約 38 時間)後に, 小規模出水を定常的(約 38 時間)に与え, 低下河床の回復をみた. 出水規模は, 95%粒径の混合砂計算による移動限界流量(約 85 m^3/s)の 3.5 倍の 300 m^3/s とした. なお, 河床下の基岩面の位置は, 現平均河床から約 20m の位置 [3]とした.

(1) 模型縮尺と実験材料: 模型の取込下流端は, **図－1** に示すように, 上村川合流点に位置する飯島堰堤とし, 両渓流のﾋﾟｰｸ流量時の水位を堰堤で一致させた. 模型縮尺:1/50, 平均河床勾配:1/70 である. 実験砂は現地材料物理特性を合わせて次のように設定した [2]. 比重:2.66 (模型:2.65), 摩擦角:38.6° (模型:37.1°), d_{60}:70mm. また, 静止堆積濃度は, 0.523 であり, 模型砂の粒度分布は, 既往報告 [2] に示している.

(2) ﾊｲﾄﾞﾛｸﾞﾗﾌ: 昭和 40 年 9 月の実績ﾊｲﾄﾞﾛｸﾞﾗﾌ形状・比流量を用いて, 大規模流量波形が再現され [2,3], 本実験においても同じものを用いた. 給砂総量は約 19 万 m^3(見かけ量:188,000 m^3)である(**表－1**, **2** を参照).

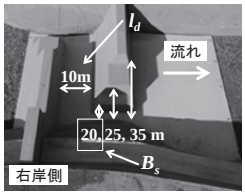
4. 砂防施設の効果: 昨年度の実験 [3] では, 交互階段型堰

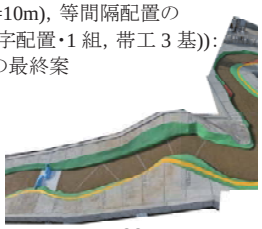
表－1 水理模型実験における堰堤と帯工の配置ﾊﾟﾀｰﾝ(一部, 実験結果も示す)

Run No., 堰堤ﾊﾟﾀｰﾝ[注1], V_{sin}, V_{sout} (m^3) [注2]

Run 0(帯工なし, 堰堤なし, V_{sin} =188,000, V_{sout} =57,738

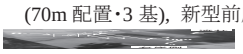
Run 1(堰堤 A (B_s= 20m, l_d =10m), 等間隔配置の帯工(70m 配置・5 基:ハの字配置・1 組, 帯工 3 基)): 既往堰堤形状・帯工配置の最終案

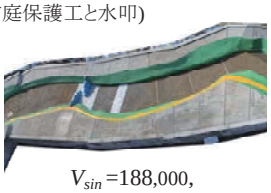




V_{sin} =188,000, V_{sout} =45,250

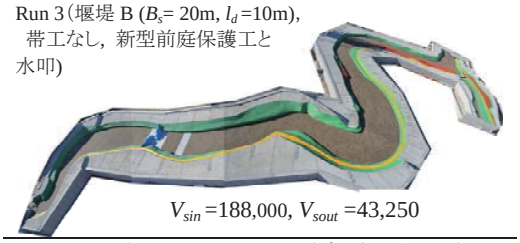
Run 2(堰堤 B (B_s= 20m, l_d =10m), 等間隔配置の帯工(70m 配置・3 基), 新型前庭保護工と水叩)





V_{sin} =188,000, V_{sout} =20,875

Run 3(堰堤 B (B_s= 20m, l_d =10m), 帯工なし, 新型前庭保護工と水叩)



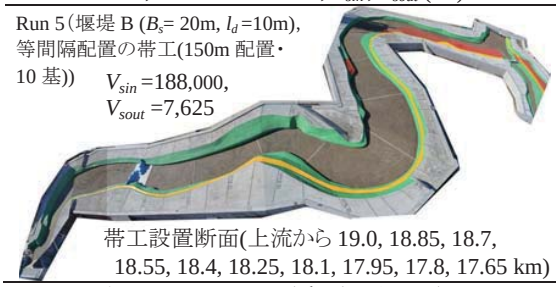
V_{sin} =188,000, V_{sout} =43,250

注 1) ｽﾘｯﾄ幅: B_s, 堰堤間隔: l_d (透過部の純間隔)を用いて表記. 注 2) 給砂量: V_{sin}, 水路下流端からの流出土砂量: V_{sout} であり, いずれも見かけ量(空隙込).

表－2 水理模型実験における堰堤と帯工の配置ﾊﾟﾀｰﾝ(Run 5, 一部の実験結果も示す)

Run No., 堰堤ﾊﾟﾀｰﾝ[注1], V_{sin}, V_{sout} (m^3) [注2]

Run 5(堰堤 B (B_s= 20m, l_d =10m), 等間隔配置の帯工(150m 配置・10 基)) V_{sin} =188,000, V_{sout} =7,625

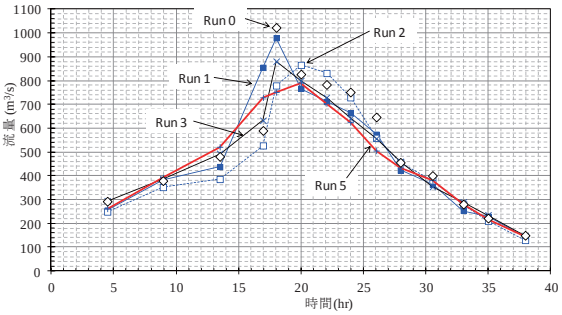


帯工設置断面(上流から 19.0, 18.85, 18.7, 18.55, 18.4, 18.25, 18.1, 17.95, 17.8, 17.65 km)

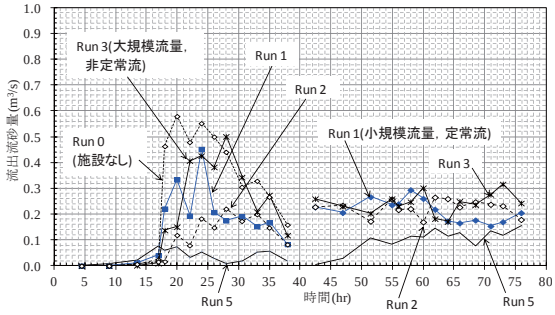
注 1) ｽﾘｯﾄ幅: B_s, 堰堤間隔: l_d (透過部の純間隔)を用いて表記. 注 2) 給砂量: V_{sin}, 水路下流端からの流出土砂量: V_{sout} であり, いずれも見かけ量(空隙込).

堤(Run 1 の形状)と帯工群による土砂調節において，施設群最下流における河床低下における河床位の回復機能が不十分であり，施設最下流での河床低下が課題であった．

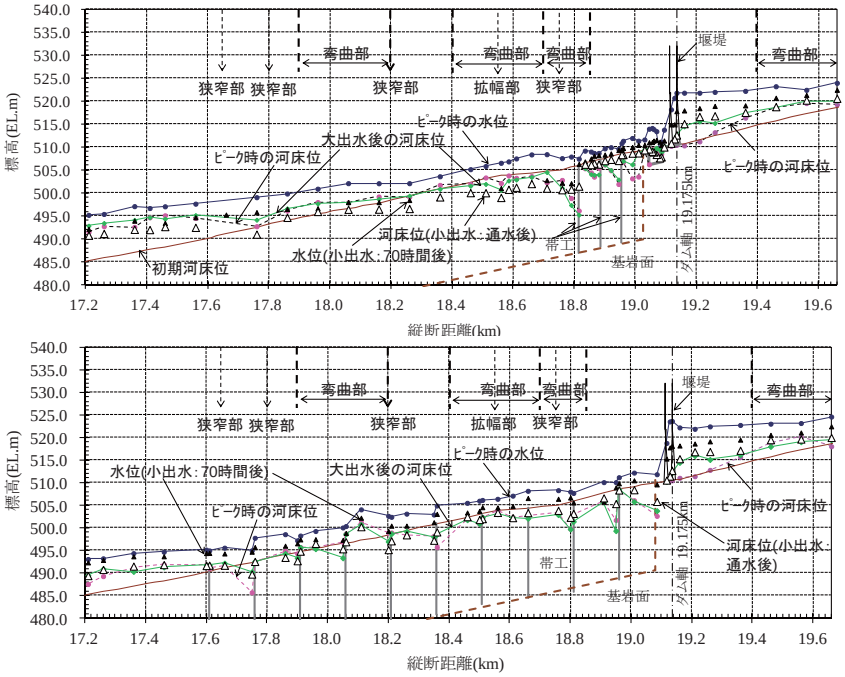
図－2 と**図－3** は，それぞれ，水路下流端での流量と流砂量の時系列ﾃﾞｰﾀである．大出水時のﾋﾟｰｸ流量の低減，流量ﾋﾟｰｸ後の流出流砂量の低減効果は，Run2 と Run5 にその効果があるようである．次いで，**図－4** は，Run 2, Run5 の大出水ﾋﾟｰｸ時・通水後と小流量の通水直前(73 時間後)・通水後の流心水位・断面平均河床の縦断分布である．なお，最下流が飯島堰堤である．Run 2 では，交互階段型・隅切堰堤・新型前庭保護工により，次のような河床変動（初期河床からの変動値を示す）をする．①大出水ﾋﾟｰｸ前：堰堤施設直下流の河床低下(約-5.5m)や帯工群直下流の河床低下(約-11m)がある．②大出水後の小出水後：堰堤施設直下流(約-2.5m)や帯工群直下流(約-4.8m)となり，堰堤からの土砂流出による河床回復が見られる．さらに，下流の飯島堰堤の影響を受け，下流端～17.8km 区間の河床変動は顕著ではなく，その影響が上流の 18.2km(狭窄部)の河床まで及び，河床低下が緩慢である．18.2～18.8km(施設最下流)の区間は 2 つの弯曲部と狭窄・拡幅部があり，上流の交互堰堤から流出する流砂量と下流の 18.2km の河床位に制御された河床変動となっている．これと併せて，**図－3** の飯島堰堤の流出流砂量を見ると，小出水時に飯島堰堤からの流出流砂量が減少しており，堰堤からの流出土砂が，18.2～18.8km 区間の河床埋め戻しのために堆積している．一方，Run 5 では，同様に次のようである．①大出水ﾋﾟｰｸ前：堰堤施設直下流の河床低下(約-7m)・上流から 2 つ目の帯工の河床低下や帯工群下流域(17.8km)の河床低下(約-6.82m)がある．②大出水後の小出水後：堰堤施設直下流(約-3.8m)や帯工群下流域(約-2.72m)となり，堰堤からの土砂流出による河床回復が見られるものの，堰堤直下での侵食深が回復しない．また，**図－3** と合わせてみると，大出水時の飯島堰堤からの土砂流出は，他のケースに比べてかなり少なく，河道内の帯工群(例えば，18.1～18.4km の区間)で土砂が貯留されるが，小出水時に飯島堰堤からの土砂流出が時間と共に増加してしまう．また，弯曲出口の帯工は，常射流混在の流れで上下流が侵食し，帯工設置位置として不適(例えば，18.4, 17.95km 地点の帯工：写真－1 参照)，狭窄部でも河床下に埋没し帯工の機能を果たさない(例えば，17.8, 17.65km 地点の帯工)ことが分かった．



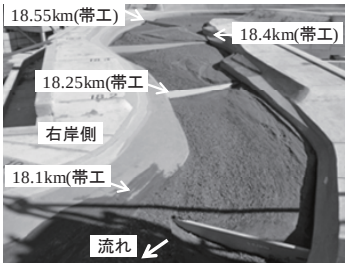
図－2 水路下流端での流量の比較（大流量時）



図－3 水路下流端(飯島堰堤)での流出流砂量



図－4 Run2（堰堤 B，前庭保護工，帯工 3 基）と Run 5（堰堤 B，帯工 10 基）の水位・河床縦断分布（大出水のﾋﾟｰｸ時・通水後，小流量時の 70 時間）



写真－1 弯曲出口での帯工による上下流の侵食(18.4km)

5. 結論： 交互階段・隅切型の砂防堰堤，ﾌﾟｰﾙ型の前庭保護工・水叩きと帯工の配置によって，大出水の土砂移動を堰堤で制御・堰堤下流の河床低下が帯工群で抑制され，洪水減水期や小出水時の堰堤の土砂流出の促進と帯工群による施設下流域の河床回復の両面の機能を有することが分かった．また，従前の等間隔・多数配置の帯工では，大出水時の流出土砂を一時的に貯留するものの，小出水による土砂流出が多く，弯曲出口の帯工は，常射流混在の影響により，帯工の上下流が侵食される．

謝辞： 本実験の推進においては，京都大学大学院 水山高久教授，立命館大学 里深好文教授の意見を頂いた．記して感謝致します．

参考文献： 1) 草野愼一ら: 平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集, 196-197, 2010, 2) 草野愼一ら: 平成 23 年度砂防学会研究発表会概要集, 62-63, 2011, 3) 蒲原潤一ら: 平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集, 110－111, 2012, 4) 蒲原潤一ら: 平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集(投稿中), 2013.